

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

DECRETO 24 gennaio 1986.

Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO DELL'INTERNO

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, concernente provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 19 giugno 1984 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

Visto il decreto ministeriale 29 gennaio 1985 di rettifica del precedente;

Ritenuto che in forza dell'art. 3, primo comma, della citata legge n. 64/1974 le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche possono essere aggiornate ogni qualvolta occorra in relazione al progredire delle conoscenze;

Considerato che occorre aggiornare alcune parti della normativa tecnica emanata con il citato decreto 19 giugno 1984;

Visti i voti n. 180 del 14 giugno 1985 e n. 557 del 20 dicembre 1985, con i quali il Consiglio superiore dei lavori pubblici ha espresso parere a che le predette norme tecniche siano modificate ed integrate secondo il testo riportato in allegato al presente decreto;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le allegate norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, ad integrale sostituzione di quelle di cui ai precedenti decreti 19 giugno 1984 e 29 gennaio 1985.

Art. 2.

In via transitoria, per tre mesi dalla data di pubblicazione del presente decreto, possono ancora applicarsi le norme di cui ai citati precedenti decreti 19 giugno 1984 e 29 gennaio 1985.

Roma, addì 24 gennaio 1986

Il Ministro dei lavori pubblici
NICOLAZZI

Il Ministro dell'interno
SCALFARO

NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

A. DISPOSIZIONI GENERALI

A.1. *Oggetto delle norme - Classificazione delle zone sismiche.*

Le presenti norme tecniche disciplinano tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa.

Il grado di sismicità delle diverse zone da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dall'apposito decreto interministeriale.

Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione B. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le disposizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni C e D.

A.2. *Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali.*

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni dovranno essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e in particolare dal decreto ministeriale 21 gennaio 1981.

In particolare per le costruzioni su pendii devono essere eseguite le opportune indagini convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Dovranno inoltre essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato alle esigenze costruttive nella eventualità che possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera od in zone ad essa adiacenti fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti dovranno essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

B.1. *Disposizioni preliminari.*

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione B.

Si potranno, in alternativa, eseguire analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

B.2. *Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.*

Si assumerà che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, in due qualsiasi direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. *Masse strutturali.*

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Per i casi non contemplati nelle sezioni C e D, i sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma, per un'aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statistiche.

Per i serbatoi, i contenitori, e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

B.4. Coefficiente di risposta e di protezione sismica.**B.4.1. Coefficiente di risposta.**

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R &= 0,862/T_0^{3/2} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \quad R &= 1,0 \end{aligned}$$

Se il periodo T_0 non viene determinato si assumerà $R = 1,0$.

B.4.2. Coefficiente di protezione sismica.

Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

B.5. Analisi statica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante analisi statica delle strutture soggette a:

a) un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

essendo:

$$C = \frac{S-2}{100} \text{ il coefficiente di intensità sismica;}$$

S = il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R = il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

I = il coefficiente di protezione sismica;

W = il peso complessivo delle masse strutturali.

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e D, la forza complessiva F_h , deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

b) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

nella quale è, in genere $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione α e la singola componente di spostamento η risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \quad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2} \quad (1)$$

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto l'azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

B.6. Analisi dinamica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante una analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

dove:

a e l'accelerazione spettrale;

g e l'accelerazione di gravità;

I è il coefficiente di protezione sismica;

R è la funzione del periodo di vibrazione definito così come al punto

B.4. per le accelerazioni orizzontali, mentre è $R = 1$ per le accelerazioni verticali.

L'analisi modale deve tenere conto almeno dei primi tre modi di vibrazione. Se la struttura presenta gruppi di modi indipendenti, il numero di modi considerati deve essere adeguatamente aumentato di conseguenza.

Per ciascuna eccitazione (orizzontale oppure verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo i esimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2} \quad \eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni si esegue con le (1).

B.7. Verifiche.

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e, se necessario, dell'entità degli spostamenti. Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti B.8., B.9., B.10.

B.8. Tensioni.

Siano α le sollecitazioni dovute al sisma ed α_p quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente, escluso il vento.

Le tensioni dovute alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati, facendo riferimento, quando siano previste in dette norme, a condizioni di carico eccezionale.

B.9. Spostamenti.

Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico sopra prescritto, cosicché la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.

Quando non si eseguano analisi più accurate, basate su un'opportuna e motivata scelta di un «terremoto di progetto» e sul comportamento non lineare della struttura, la previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo seguente. Siano η gli spostamenti elastici dovuti al sisma valutati come indicato al punto B.5. oppure al punto B.6.; siano η_p gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni, escluso il vento.

Gli spostamenti reali η_r si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \varnothing \eta$$

dove $\varnothing = 6$ se gli η sono calcolati come in B.5. mentre $\varnothing = 4$ se gli η sono calcolati con analisi dinamica.

Gli spostamenti così valutati non devono compromettere il mantenimento delle connessioni né dare luogo a martellamenti fra strutture indipendenti adiacenti.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

B.10. Fondazioni.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zona ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

La fondazione studiata, in relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

a) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; tali collegamenti devono essere proporzionati in modo che siano in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali presenti alle due estremità del collegamento stesso. È consentito omettere tali collegamenti purché la struttura sovrastante venga verificata per uno spostamento relativo dei punti tra i quali viene omesso il collegamento.

Una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi è data dalla relazione:

$$\Delta l = \frac{L}{1000}$$

dove:

L è la distanza tra i punti in esame

Δl è lo spostamento, con minimo di 2 cm

b) nelle fondazioni su pali questi devono avere un'armatura calcolata per la relativa componente sismica orizzontale ed estesa a tutta la lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione vanno eseguiti con i metodi e i procedimenti della geotecnica, tenendo conto della sollecitazione $\alpha_p \pm \alpha$ che la struttura trasmette alle fondazioni.

C. EDIFICI

C.1. Sistemi costruttivi.

Gli edifici possono essere costruiti con:

- struttura in muratura;
- struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante, prefabbricati o costruiti in opera. I pannelli possono essere costituiti da conglomerato cementizio armato o parzialmente armato, o da muratura armata;
- struttura in legname.

C.2. Altezza massima dei nuovi edifici.

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici rappresentata dalla massima differenza di livello fra quello del piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi, non può superare nelle strade e nei terreni in piano i limiti riportati dalla tabella 1.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

TABELLA 1

Tipo di struttura	Altezza massima		
	S=6	S=9	S=12
Muratura	16,00 m	11,00 m	7,50 m
Intelaiatura		nessuna limitazione	
Pannelli portanti	32,00 m	25,00 m	15,00 m
Legname	10,00 m	7,00 m	7,00 m

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrioni delle scale e degli ascensori.

Nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota di imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di 4 metri i limiti stabiliti nella precedente tabella 1.

Nelle strade o nei terreni in pendio le altezze massime di cui alla precedente tabella possono essere incrementate di 1,50 m purché la media generale delle altezze di tutte le fronti rientri nei limiti stabiliti nella tabella stessa.

Per le costruzioni in legname è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato la cui altezza non potrà superare i 4 metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legname.

C.3. Limitazione della altezze in funzione della larghezza stradale.

Quando un edificio, con più di due piani in elevazione e/o di altezza massima superiore a m 7,00 misurata con i criteri di cui al precedente punto C.2., con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto C.2. e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada, compresa la carreggiata, non deve essere inferiore a dieci metri nelle zone con grado di sismicità $S=12$ e $S=9$; l'altezza massima dell'edificio misurata come indicato nel precedente punto C.2., per ciascun fronte dell'edificio stesso, non deve essere superiore al doppio della suddetta minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada.

Nelle zone a basse sismicità ($S=6$) di cui all'art. 18 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, tale distanza dovrà rispettare solo le limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici.

Agli effetti del presente punto deve intendersi:

- per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;
- per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;
- per ciglio la linea di limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto b);
- per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici in angolo su strada di diversa larghezza è consentito, nel fronte sulla strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

È consentito per le zone con grado di sismicità $S=9$, su strade di larghezza inferiore ai metri dieci, costruire edifici di tre piani in elevazione e comunque di altezza massima m 10,00 purché con le prescrizioni relative al $S=12$, ai fini del dimensionamento delle strutture.

C.4. Distanza fra gli edifici.

C.4.1. Intervalli d'isolamento.

La larghezza degli intervalli d'isolamento, cioè la distanza minima fra i muri frontali di due edifici, è quella prescritta dai regolamenti comunali purché detti intervalli siano chiusi alla pubblica circolazione dei veicoli e/o dei pedoni.

In caso contrario sono da considerarsi, agli effetti del precedente punto C.3., quali strade.

C.4.2. Edifici contigui.

Due edifici non possono essere costruiti a contatto, a meno che essi non costituiscano un unico organismo statico realizzando la completa solidarietà strutturale.

Nel caso in cui due edifici formino organismi distaccati, essi dovranno essere forniti di giunto tecnico di dimensione non minore di:

$$d(h) = \frac{h}{100}$$

ove $d(h)$ è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dal piano di spiccato delle strutture in elevazione.

Analogo dimensionamento deve adottarsi in corrispondenza dei giunti di dilatazione degli edifici.

C.5. Edifici in muratura.

Fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'art. 1, lettera a), della legge 2 febbraio 1974, n. 64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti:

- le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti;
- le murature devono essere solidali tra loro mediante opportune ammorsature agli innesti ed agli incroci, evitando di inserirvi canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere;

c) in corrispondenza dei solai di piano e della copertura, sia essa a tetto o a terrazza, si devono disporre sulle murature cordoli in cemento armato di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari almeno alla metà della larghezza. L'armatura di detti cordoli deve essere costituita da almeno quattro tondi di diametro non inferiore a 16 mm; le legature trasversali (staffe) devono essere costituite di tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 25 centimetri.

Per assicurare il comportamento a catena dei cordoli suddetti, deve essere assicurata la continuità dell'armatura ed il suo ancoraggio alle estremità;

d) le aperture praticate nei muri maestri devono essere delimitate da zone di muratura di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso; due aperture contigue devono essere separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo;

e) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammassati, ad interesse non superiore a 7 m;

f) la muratura portante deve essere realizzata con mattoni o blocchi artificiali squadriati, gli uni e gli altri pieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I con impiego di malta cementizia, ovvero con mattoni o blocchi squadriati di pietra naturale con l'impiego di malta cementizia. È ammesso per gli edifici con non più di 2 piani fuori terra l'uso di muratura di pietrame listata (interasse delle listature $\leq 1,5$ m) con impiego di malta cementizia;

g) negli edifici con un massimo di tre piani fuori terra o negli ultimi tre piani più alti è ammesso l'uso di muratura con mattoni o blocchi squadriati semipieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I;

h) le murature devono avere all'ultimo piano lo spessore minimo d_u , al netto dell'intonaco, riportato nella tabella 2; detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni piano sottostante e di 20 cm in fondazione per le zone classificate sismiche $S=9$ e $S=12$.

Per le zone classificate sismiche $S=9$ e per edifici con un massimo di tre piani completamente fuori terra può essere omissso il primo aumento di spessore.

Nelle zone a bassa sismicità ($S=6$) fermo restando lo spessore minimo d_u , dell'ultimo piano riportato nella tabella 2, detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni due piani sottostanti e di cm 20 in fondazione.

TABELLA 2

Tipo di muratura	d_u		
	$S=6$	$S=9$	$S=12$
Mattoni o blocchi pieni	2 teste ≥ 24 cm	2 teste ≥ 24 cm	3 teste ≥ 36 cm
Mattoni o blocchi semipieni	30 cm	30 cm	40 cm
Pietrame	40 cm	40 cm	50 cm

i) la distanza massima fra lo spiccato dalle fondazioni e l'intradosso del primo solaio (o fra due solai successivi) non può superare i 7 metri;

l) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammassati nella muratura;

m) sono ammessi solai in cemento armato e laterizi o in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso. Le travi metalliche devono essere inoltre munite di appositi ancoraggi;

n) le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purché sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato, le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al precedente punto c);

o) nel piano interrato o seminterrato è ammesso realizzare i muri in calcestruzzo armato o non con spessore pari a quello del piano sovrastante;

p) il sovraccarico non deve essere superiore a 350 kg/m², salvo che per le scale i balconi ove può prevedersi un sovraccarico di 400 kg/m².

C.6. Edifici con strutture intelaiate.

C.6.0. Simbologia.

D, D, B, B = massime dimensioni della pianta dell'edificio, con $D \geq B$, nelle direzioni, ortogonali fra loro, delle azioni sismiche orizzontali

G_i = somma del peso proprio del piano i esimo dell'edificio e del sovraccarico permanente su di esso gravante

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano i esimo previsto nel calcolo statico di esercizio

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico

$W_i = G_i + s Q_i$ = «peso» da considerare per la valutazione delle azioni sismiche

N = numero dei piani dell'edificio

$W = \sum_{i=1}^N W_i$ = «peso» totale dell'edificio

$F_i = K W_i$ forza sismica

K = coefficiente sismico

$C = \frac{S-2}{100}$ = coefficiente di intensità sismica

S = grado di sismicità

R = coefficiente di risposta

ε = coefficiente di fondazione

β = coefficiente di struttura

γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

C.6.1. Analisi statica.

L'analisi statica consiste nello schematizzare le azioni sismiche attraverso forze statiche proporzionali ai pesi W_i innanzi definiti: il coefficiente di proporzionalità (coefficiente sismico) si indicherà con il simbolo K e si distingueranno nel seguito un coefficiente per le azioni sismiche orizzontali K_h ed un coefficiente per le azioni sismiche verticali K_v .

C.6.1.1. Azioni orizzontali.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei «pesi» i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo: $K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$

$$e, \quad W_i = G_i + s Q_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 3 in funzione della destinazione dell'opera.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne dovrà tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali del piano valori di s differenziati.

TABELLA 3

Locale	Coefficiente s
Locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0,33
Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0,50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.), archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc. . . .	1,00

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico K_{hi} sono specificati in appresso.

Coefficiente di protezione sismica I . Per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, per il coefficiente di protezione sismica si assume $I = 1,4$.

Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si assume $I = 1,2$.

Per le opere che non rientrano nelle categorie precedenti, si assume $I = 1,0$.

Il coefficiente di protezione sismica sarà applicato sia alle azioni orizzontali che a quelle verticali.

Coefficiente di fondazione ε . Si assume di regola $\varepsilon = 1$.

Per fondazioni dirette e indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di più elevata compressibilità, il valore 1,3.

Coefficiente di risposta R . Come indicato al punto B.4., il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

$$\begin{aligned} \text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R &= 0,862/T_0^{2/3} \\ \text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \quad R &= 1,0 \end{aligned}$$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per le costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto C.6.2.

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0,1 \frac{H}{\sqrt{B}} \quad [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ_i . Dipende dal piano in esame e si assume per esso la relazione:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

essendo h_i la quota del piano i esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente K_h uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β . Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidimenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affida il 100% delle azioni orizzontali, si assumerà:

$$\beta = 1,2$$

C.6.1.2. Ripartizione delle forze orizzontali.

La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidità.

Nel caso di eccentricità fra il baricentro delle rigidità e quello delle masse si dovrà considerare l'effetto delle coppie torcenti. Quando il rapporto fra i lati D/B è maggiore di 2,5, anche in assenza di eccentricità, dovrà considerarsi al piano i esimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{ti \text{ min}} = \lambda D \sum_{j=i}^N F_j$$

essendo i valori λ riportati nella tabella 4.

TABELLA 4

$$\begin{aligned} 2,5 < D/B < 3,5 \quad \lambda &= 0,03 + 0,02 (D/B - 2,5) \\ 3,5 < D/B \quad \lambda &= 0,05 \end{aligned}$$

La ripartizione delle forze sismiche al piano fra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Qualora l'impalcato non possieda la ipotizzata rigidità nei riguardi di forze complanari, se ne terrà conto nel calcolo, ovvero essa potrà essere conferita mediante irrigidimenti (controventature) opportunamente dimensionati.

C.6.1.3. Azioni verticali.

Le azioni sismiche verticali non vengono di norma considerate, ad esclusione dei seguenti casi:

- membrature orizzontali con luci superiori a 20 m;
- strutture di tipo spingente;
- sbalzi.

Nei casi di cui ai punti a) e b) le strutture devono calcolarsi prevedendo un coefficiente sismico verticale K_v pari a $\pm 0,2$.

Per gli sbalzi si deve considerare un coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0,4$.

Il coefficiente K_v in ogni caso deve essere moltiplicato per I .

C.6.2. Analisi dinamica.

Per strutture dotate di periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in B.6. adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto C.6.1.3. non richiede di norma un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

C.6.3. Verifiche.

Le sollecitazioni α provocate dal sisma si devono combinare con quelle α_p provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni α_v provocate dalle azioni sismiche verticali la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà eseguire mediante la relazione

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2}$$

indicando con α_h le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Per quanto concerne la verifica delle tensioni vale quanto prescritto nei punti B.7. e B.8.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti ad essi conseguenti a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tal caso, indicando con η_2 tali spostamenti, si ha:

$$\eta_2 = \eta_p \pm \varnothing \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2}$$

con:

$\varnothing = 6$ se è stata svolta l'analisi statica;
 $\varnothing = 4$ se è stata svolta l'analisi dinamica.

C.6.4. Fondazioni.

Valgono per le fondazioni le prescrizioni riportate nei punti A.2. e B.10.

C.6.5. Elementi divisorii e pannelli esterni.

I pannelli di muratura che costituiscono divisorii interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², devono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di muratura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppino una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da una intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano staccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

C.7. Edifici con struttura a pannelli portanti.

C.7.1. I sistemi costruttivi di cui alla lettera c) del precedente punto C.1. devono essere realizzati in osservanza di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti e la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio. Nel caso di pannelli costruiti in opera, la certificazione d'idoneità dovrà essere rilasciata esclusivamente se costituiscono un sistema, intendendosi per tale la realizzazione di particolari costruttivi essenziali con carattere ripetitivo.

C.7.2. L'analisi sismica viene di norma eseguita con le modalità prescritte per gli edifici con struttura intelaiata.

Le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto C.6.1.1. assegnando al coefficiente di struttura il valore $\beta = 1,4$ ed al coefficiente di risposta il valore $R = 1$. Lo schema strutturale dell'edificio deve contenere pareti di irrigidimento secondo due direzioni orizzontali ortogonali.

C.8. Edifici con strutture in legname.

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legname devono essere di un sol pezzo o così saldamente collegate e rafforzate nelle giunture da rendere trascurabile l'indebolimento prodotto dalla giunzione.

C.9. Interventi sugli edifici esistenti.

C.9.0. Gli interventi di adeguamento o di miglioramento di seguito definiti possono essere eseguiti senza l'obbligo del rispetto di quanto stabilito ai punti precedenti delle presenti norme, relativi alle nuove costruzioni, ed in particolare ai punti C.2. e C. 3.

Gli interventi predetti comprendono le riparazioni dei danni prodotti da eventi sismici.

C.9.1. Definizioni.

C.9.1.1. Intervento di adeguamento.

Si definisce intervento di adeguamento l'esecuzione di un complesso di opere che risultino necessarie per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3., C.9.6.3. e C.9.7.3.

È fatto obbligo di procedere all'adeguamento a chiunque intenda:

a) sopraelevare o ampliare l'edificio.

Si intende per ampliamento l'eventuale sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso. In tal caso non sussiste più l'obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto C.3.;

b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (pesi permanenti carico accidentale compreso) superiori al 20%;

c) effettuare interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche per rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;

e) effettuare interventi strutturali rivolti a reintegrare l'organismo edilizio esistente nella sua funzionalità strutturale mediante un insieme sistematico di opere.

Le sopraelevazioni sono ammissibili esclusivamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione di altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto C.3. qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

C.9.1.2. Intervento di miglioramento.

Si definisce intervento di miglioramento l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza peraltro modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

È fatto obbligo di eseguire interventi di miglioramento a chiunque intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali dell'edificio.

C.9.2. Progetto esecutivo.

C.9.2.1. Progetto esecutivo degli interventi di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento antisismico di un edificio devono essere eseguiti sulla base di un progetto esecutivo firmato, ai sensi dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, da un ingegnere, architetto, geometra e perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il progetto deve essere completo ed esauriente per planimetria, piante, sezioni, particolari esecutivi, relazione tecnica, relazione sulle fondazioni e fascicolo dei calcoli per la verifica sismica. In particolare la relazione tecnica deve riferirsi anche a quanto indicato nei successivi punti C.9.2.3. e C.9.2.4.

In ogni caso i disegni di progetto devono contenere le necessarie informazioni atte a definire le modalità di realizzazione degli interventi nonché, ogni qualvolta occorra, la descrizione e la rappresentazione grafica delle fasi di esecuzione con le relative prescrizioni specifiche.

Nel caso in cui sia prescritto l'adeguamento ai sensi del precedente punto C.9.1.1., e viceversa, in relazione allo stato di fatto dell'edificio e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite, risulti che non occorrono provvedimenti di adeguamento, deve essere ugualmente presentata, ai sensi del citato art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, la documentazione tecnica sopra indicata riferita al fabbricato esistente.

La verifica sismica è tassativa per gli edifici con struttura in cemento armato, metallica ed a pannelli portanti.

Essa può essere omessa e sostituita da una specifica ed adeguata relazione tecnica per gli edifici in muratura che allo stato di fatto o dopo l'avvenuta esecuzione delle opere di rinforzo eventualmente progettate, posseggano i requisiti costruttivi di cui al punto C.5. Se gli edifici in muratura non hanno i requisiti innanzi citati, la verifica sismica è obbligatoria.

Nelle verifiche sismiche per gli interventi di adeguamento si terrà conto dei coefficienti di protezione sismica I definiti nei punti precedenti, assumendo, per i soli casi di adeguamento previsti al punto C.9.1.1. paragrafo e), un valore di I ridotto del 30%.

C.9.2.2. Progetto esecutivo degli interventi di miglioramento.

Nel caso di interventi di miglioramento il progetto dovrà contenere di norma la stessa documentazione prescritta per gli interventi di adeguamento limitatamente alle opere interessate.

Nella relazione tecnica dovrà essere dimostrato che gli interventi progettati non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell'edificio.

C.9.2.3. Operazioni progettuali.

Il progetto di un intervento su di un edificio sarà basato sulle seguenti operazioni:

- a) individuazione dello schema strutturale nella situazione esistente;
- b) valutazione delle condizioni di sicurezza attuale dell'edificio e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali interessati dagli interventi, avuto riguardo alla eventuale degradazione dei materiali e ad eventuali dissesti in atto;
- c) scelta progettuale dei provvedimenti di intervento operata sulla base degli elementi come sopra determinati;
- d) verifica sismica, se necessaria, del nuovo organismo strutturale.

C.9.2.4. Criteri di scelta progettuale.

I criteri adottati nella scelta del tipo di intervento, devono scaturire, di norma, da uno studio preliminare dell'organismo edilizio riguardante in particolare:

- a) le caratteristiche, nella situazione esistente, sotto il profilo architettonico, strutturale e della destinazione d'uso;
- b) l'evoluzione storica delle predette caratteristiche con particolare riferimento all'impianto edilizio originario ed alle principali modificazioni intervenute nel tempo;
- c) l'analisi globale del comportamento strutturale al fine di accertare le cause ed il meccanismo di eventuali dissesti in atto.

C.9.3. Provvedimenti tecnici di intervento.

I provvedimenti tecnici per interventi di adeguamento o di miglioramento antisismico possono ottenersi sia mediante la riduzione degli effetti delle azioni sismiche, sia mediante l'aumento della resistenza dell'organismo edilizio o di sue parti a tali azioni.

Provvedimenti tecnici devono altresì essere adottati per consolidare, e se del caso eliminare, elementi non strutturali il cui eventuale crollo può causare vittime e danni.

C.9.3.1. Provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici.

I provvedimenti tecnici di adeguamento o di miglioramento intesi a ridurre gli effetti sismici possono consistere:

- a) nella riduzione delle masse non strutturali;
- b) altri provvedimenti tendenti a modificare favorevolmente il comportamento d'insieme del sistema edilizio, fra i quali:
 - la creazione ed adeguamento dei giunti;
 - la riduzione degli effetti torsionali;
 - la ridistribuzione delle rigidità.

C.9.3.2. Provvedimenti tecnici di adeguamento o miglioramento intesi ad aumentare la resistenza strutturale.

I provvedimenti tecnici di adeguamento antisismico intesi ad aumentare la resistenza delle strutture consistono sia nell'aumentare la resistenza di alcuni o di tutti gli elementi costituenti il sistema strutturale esistente, sia nell'inserimento di nuovi elementi o sistemi strutturali collaboranti con quelli esistenti.

I provvedimenti tecnici di miglioramento antisismico sono indicati al successivo punto C.9.8. Possono usarsi anche tecniche d'intervento non ivi esplicitamente menzionate purché risultino, sulla base di adeguata documentazione, di eguale efficacia.

C.9.3.3. Provvedimenti tecnici in fondazione.

I provvedimenti di adeguamento riguardanti le strutture di fondazione dovranno tendere di norma al rispetto delle prescrizioni contenute al punto C.6.4.

Le verifiche dovranno essere eseguite secondo i criteri stabiliti nel decreto ministeriale 21 gennaio 1981 e successivi aggiornamenti riducendo del 20% i coefficienti di sicurezza ivi prescritti.

Nel caso di edifici situati su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio tenuto conto della presenza dell'edificio secondo quanto disposto alla sezione G del sopracitato decreto.

Se si accerti che possono verificarsi nel sottosuolo dell'opera fenomeni di liquefazione oppure manifestazioni di movimenti franosi, non si procederà a qualsiasi intervento di adeguamento prima di avere stabilizzato la zona mediante i provvedimenti del caso.

Negli interventi di adeguamento i provvedimenti sulle strutture di fondazione e le relative verifiche potranno essere omessi, qualora su motivato giudizio del progettista ed in relazione alle caratteristiche dei terreni, come deducibile dalla relazione geotecnica di cui al decreto ministeriale 21 gennaio 1981, siano verificate contemporaneamente tutte le seguenti circostanze:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b) gli interventi di adeguamento non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- c) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- d) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche valutate assumendo $\beta = 2$.

C.9.3.4. Giunti tecnici tra edifici contigui per interventi di adeguamento.

Nel caso di giunti non dimensionati in conformità al punto C.4. si deve provvedere, in generale, al loro adeguamento.

In alternativa si potrà intervenire:

- o inserendo degli elementi di protezione al martellamento;
- oppure eliminando il giunto mediante il collegamento delle strutture da esso separate. In tal caso si dovrà tener conto di tale nuovo accoppiamento nella verifica dell'edificio.

Qualora l'adeguamento delle dimensioni del giunto risulti tecnicamente molto complesso o particolarmente oneroso, è consentito di non effettuare l'adeguamento nei seguenti casi:

- a) il calcolo delle deformazioni relative fra i due corpi di fabbrica, svolto secondo i criteri indicati al punto C.6.3. ma assumendo comunque per il coefficiente $\varnothing$ il valore $\varphi = 1$ per le costruzioni in muratura e $\varphi = 3$ per gli altri tipi di strutture, assicuri la mancanza di effetti di martellamento;
- b) edifici contigui entrambi in muratura ed aventi altezze che rientrino nei limiti di cui al punto C.2.

C.9.3.5. Aggetti verticali.

Gli elementi verticali (quali comignoli, torrioni, parapetti ecc.) dovranno essere opportunamente vincolati alle strutture portanti ed essere resi resistenti alle forze sismiche.

C.9.4. Collaudo degli interventi di adeguamento.

Gli interventi di adeguamento saranno sottoposti a collaudo da parte di un ingegnere architetto geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.

Il collaudo, da eseguirsi preferibilmente in corso d'opera, dovrà tendere ad accertare sostanzialmente che la realizzazione degli interventi sia avvenuta conformemente alle prescrizioni progettuali e nel rispetto delle finalità indicate dal progetto, controllando in particolare l'efficienza dei collegamenti eseguiti tra i nuovi sistemi resistenti eventualmente inseriti e le strutture preesistenti.

Di norma il collaudo dovrà essere basato sulle risultanze di saggi e di prove sia in situ che su campioni.

C.9.5. Interventi di adeguamento delle costruzioni in muratura.

C.9.5.1. Schema strutturale.

Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all'azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; dovrà comunque essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.

Dovranno inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso.

Infine, per tutte le strutture spingenti dovrà provvedersi all'eliminazione delle relative spinte.

Si dovrà accertare l'efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, andrà accertata l'efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido.

Per ciascuna parete si considereranno in genere separatamente le azioni ad essa complanari e quelle normali.

Le azioni complanari alle pareti saranno valutate tenendo conto della ridistribuzione operata dai solai solo se questi presentano adeguata rigidità nel loro piano e buon collegamento con i muri.

Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti queste si considereranno vincolate ai solai ed alle pareti trasversali solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti.

C.9.5.2. Analisi dei materiali.

La resistenza della muratura sarà calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario.

C.9.5.3. Verifica sismica.

La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6. assumendo per il coefficiente di struttura il valore:

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$$

ove si attribuiscono i seguenti valori:

$\beta_1 = 2$, coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

$\beta_2 = 2$, coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Per la verifica sismica si potrà adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prenderà in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto a tale scopo efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo applicata nel baricentro delle masse presenti.

Si considera trascurabile la rigidità delle pareti per deformazioni ortogonali al loro piano.

L'azione sismica ortogonale alla parete sarà rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a βC volte il peso della parete e da forze concentrate pari a βC volte il carico degli orizzontamenti che si appoggiano su di essa se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali.

Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente.

Le verifiche relative alle fondazioni, previste dal decreto ministeriale 21 gennaio 1981 vanno eseguite secondo i criteri stabiliti in detto decreto; le azioni sismiche saranno calcolate assumendo per il coefficiente β_2 il valore $\beta_2 = 1$.

C.9.6. Interventi di adeguamento delle costruzioni di cemento armato.

C.9.6.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente alle azioni sismiche deve derivare da un'analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo adeguatamente in conto la partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. In particolare dovrà essere adeguatamente studiata la modellazione dei sistemi strutturali più rigidi, quali le scale o altri eventuali nuclei presenti nel fabbricato.

Si dovrà anche tener conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidità e di resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi dovrà essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali.

Qualora lo schema strutturale sia basato sull'ipotesi di infinita rigidità dei solai nel loro piano, come previsto al punto C.6.1.2., dovrà essere accertata la effettiva rispondenza di tali ipotesi con la effettiva configurazione strutturale dei solai stessi.

C.9.6.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

La resistenza degli elementi strutturali verrà stimata avuto riguardo alla qualità e allo stato di conservazione del conglomerato e dell'armatura metallica.

Opportune indagini saranno eseguite per appurare l'affidabilità dei dettagli costruttivi, in particolare degli ancoraggi delle armature in corrispondenza dei principali nodi trave-pilastro.

C.9.6.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.7. Interventi di adeguamento delle costruzioni con struttura metallica.

C.9.7.1. Schema strutturale.

Lo schema strutturale resistente all'azione sismica deve rispecchiare il comportamento globale dell'edificio.

Si terrà conto della presenza di elementi anche non strutturali che limitino la deformabilità dell'organismo portante: si valuterà la rigidità e la resistenza di tali elementi per giudicare della loro partecipazione al comportamento d'insieme.

Si accetterà altresì l'efficienza degli elementi controventanti costituiti da nuclei in cemento armato oppure da strutture verticali in acciaio o altro, tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo offerte dalle fondazioni.

C.9.7.2. Analisi dei materiali e particolari costruttivi.

Le caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali saranno valutate mediante esame dello stato di conservazione del materiale metallico e dell'integrità fisica di ogni loro parte.

L'indagine deve essere estesa, a seconda della tipologia strutturale dell'edificio, agli elementi controventanti (nuclei di cemento armato, controventi verticali in acciaio, etc.), agli elementi di collegamento di questi ultimi alle piastre ed agli ancoraggi alle fondazioni.

C.9.7.3. Verifica sismica.

La verifica sismica delle strutture in elevazione ed in fondazione va eseguita considerando le azioni definite ai precedenti punti C.6.1. e C.6.2.

C.9.8. Interventi tecnici di miglioramento per gli edifici in muratura.

C.9.8.1. Pareti murarie.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate; nel caso contrario andranno demolite e ripristinate possibilmente con materiali inerti simili alla muratura preesistente.

Le riparazioni saranno in genere effettuate mediante:
iniezione di miscele leganti;
applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
inserimento di pilastri;
trantature orizzontali e verticali.

Indebolimenti locali delle pareti murarie, in prossimità degli innesti e degli incroci per l'eventuale presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere, devono essere eliminati.

In caso di irregolare distribuzione delle aperture (vani di finestre o porte) nei muri maestri, quando non sia possibile la loro chiusura, con muratura efficacemente immersa alla esistente, si deve provvedere alla cerchiatura delle aperture stesse a mezzo di telai in cemento armato o metallici collegati alla muratura adiacente tramite perforazioni armate.

C.9.8.2. Solai.

Ove si proceda alla sostituzione di solai, questi saranno del tipo in cemento armato ordinario o precompresso o solai misti con blocchi interposti in laterizio o altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi dovranno essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio.

I cordoli potranno essere eseguiti — se necessario — a tratti sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di precompressione.

Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli potranno non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o miscele sintetiche.

Potranno usarsi solai in legno solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche.

Nel caso si impieghino travetti prefabbricati in cemento armato ordinario o precompresso si dovrà disporre un'apposita armatura di collegamento dei travetti alle strutture perimetrali (travi o cordoli), in modo da costituire un efficace ancoraggio sia agli effetti della trasmissione del momento negativo, sia della forza di taglio.

Qualora si usino laterizi, questi devono essere a blocco unico tra i travetti ed essere efficacemente ancorati ad essi ed alla sovrastante soletta.

C.9.8.3. Scale.

Le scale in muratura non portate (cosidette alla romana) devono essere di regola sostituite da scale in cemento armato o in acciaio.

Possono tuttavia essere conservate soltanto se prive di lesioni, e dopo averne verificata l'efficienza a mezzo di prove di carico statico e dinamico. Quando necessità ambientali-architettoniche richiedano la conservazione di scale a sbalzo staticamente non sicure, potranno adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

C.9.8.4. Archi e volte.

Gli archi e le volte dei fabbricati, siti negli orizzontamenti fuori terra, devono essere muniti di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte, a meno che le murature di sostegno abbiano spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano generati sforzi di trazione.

Le eventuali lesioni degli archi e delle volte potranno essere risarcite mediante adeguate cuciture ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche o altro materiale o sistema idoneo.

Qualora le lesioni siano macroscopiche, o le murature si presentino inconsistenti, gli archi e le volte dovranno essere demoliti. Ove lo richiedano esigenze funzionali od estetiche, ovvero il ripristino di condizioni di equilibrio di insieme, potranno essere ricostruiti sempre con il criterio di realizzare sistemi spingenti chiusi in se stessi; qualora non sussistano le dette esigenze, le strutture spingenti vanno sostituite con elementi strutturali non spingenti.

C.9.8.5. Coperture.

I tetti ove sostituiti debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento.

Nel caso di tetti in legno si dovrà garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

C.9.9. Edifici con struttura mista.

Nel caso di edifici le cui strutture resistenti sono realizzate con combinazioni di elementi in muratura, in calcestruzzo armato o metallici, si applicano le prescrizioni di cui alle presenti norme relative alla tipologia degli elementi strutturali ai quali è prevalentemente affidato il compito di resistere alle forze orizzontali.

Dovrà essere verificata la compatibilità delle deformazioni dei vari elementi presenti nonché la validità dei collegamenti fra gli elementi strutturali di diversa tipologia.

C.9.10. Complessi edilizi.

Nel caso di complessi edilizi privi di giunti tra gli edifici, il progetto esecutivo di intervento deve documentare la situazione statica degli edifici contigui, a dimostrazione che gli interventi previsti non arrechino aggravii a tale situazione.

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

Nella progettazione e nella costruzione dei muri di sostegno dei terreni in zone sismiche deve tenersi anche conto della influenza delle azioni sismiche agenti soltanto in direzione orizzontale.

Se non si eseguono calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni, potranno adottarsi i criteri di calcolo che seguono.

Oltre la spinta statica F (calcolata per i valori di i e di β), devono, pertanto, considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui

$$F_s = A F'$$

ove

$$A = \frac{\cos^2 (\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$$\vartheta = \arctg C$$

C = coefficiente d'intensità sismica

F' = spinta calcolata per $i' = i + \vartheta$

$$\beta' = \beta + \vartheta$$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno)

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso:

2) una forza d'inerzia orizzontale

$$F_i = C \cdot W$$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica

W = peso proprio del muro

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi.

Le verifiche di cui detto innanzi potranno omettersi per muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

ALLEGATO I

1. Tipologie e percentuali di foratura dei mattoni e blocchi artificiali.

1.1. Definizioni.

Mattoni e blocchi. — Sono denominati mattoni gli elementi per murature di laterizio o di altro materiale idoneo avente generalmente forma parallelepipedica; gli elementi di grande formato (volume maggiore di 5.500 cm³ circa) sono anche denominati blocchi.

Foratura. — Gli elementi per muratura possono essere dotati di incavi di limitata profondità su una o due facce opposte; di ferri passanti da una faccia e quella opposta; di fori profondi non passanti.

Agli effetti delle presenti norme si indica con:

A = area lorda della faccia delimitata dal suo perimetro

f = area media della sezione normale di un foro

F = area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti

La percentuale di foratura è espressa dalla:

$$\varphi = 100 \frac{F}{A}$$

1.2. Mattoni o blocchi pieni.

Si considerano pieni i mattoni o blocchi che abbiano incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta, nonché gli elementi con fori passanti e profondi non passanti la cui foratura rientri nei limiti seguenti:

$$\varphi \leq 15\% \quad f \leq 0,03 A$$

1.3. Mattoni e blocchi semipieni.

Si considerano semipieni gli elementi per murature per i quali risulti:

$$15\% < \varphi \leq 45\% \quad f \leq 4,5 \text{ cm}^2$$

La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno deve essere — per elementi lisci da paramento — di almeno 1,5 cm e per elementi rigati, al netto della rigatura, di almeno 1,2 cm.

I fori dovranno essere distribuiti pressochè uniformemente sulla faccia del pezzo.

Quando A sia maggiore di 300 cm², l'elemento può essere dotato di un foro di presa di maggiori dimensioni fino ad un massimo di 35 cm², da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per A maggiore di 580 cm², i fori di presa possono essere due con area di ogni foro non maggiore di 35 cm² e da computare nella percentuale complessiva della foratura.

2. Resistenze

Gli elementi per murature dovranno avere le seguenti resistenze medie a rottura per compressione riferita alla superficie totale lorda, e valutata su almeno 30 elementi.

a) elementi pieni:

$R \geq 10 \text{ N/mm}^2$ (100 Kg/cm²) per edifici di altezza maggiore a m 7,50

$R \geq 7 \text{ N/mm}^2$ (70 Kg/cm²) per edifici di altezza fino a m 7,50

b) elementi semipieni:

in direzione dei carichi verticali:

$$R_1 \geq 8 \text{ N/mm}^2 \text{ (80 Kg/cm}^2\text{)}$$

in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura:

$$R_2 \geq 2 \text{ N/mm}^2 \text{ (20 Kg/cm}^2\text{)}$$

I valori di R_1 e R_2 dovranno essere entrambi rispettati.

3. Accettazione.

Per l'accettazione all'impiego di elementi semipieni per murature, ogni produttore dovrà eseguire ogni sei mesi presso un laboratorio ufficiale di cui all'art. 20 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, prove a rottura per compressione nelle due direzioni ciascuna su trenta elementi singoli.

Tale certificazione va sottoposta al direttore dei lavori per l'accettazione della fornitura.

Il direttore dei lavori potrà eseguire altre eventuali prove per la determinazione della media; in tal caso si opererà su almeno dieci elementi.

85A6577

MINISTERO DELLE FINANZE

DECRETO 17 aprile 1986.

Disciplina fiscale dei prodotti petroliferi costituenti provviste di bordo delle motobarche da pesca.

IL MINISTRO DELLE FINANZE

Visto l'art. 254 del testo unico delle disposizioni legislative in materia doganale, approvato con decreto del Presidente della Repubblica 23 gennaio 1973, n. 43, e successive modificazioni;

Ritenuta l'esigenza, per ragioni di sicurezza fiscale, di emanare il provvedimento previsto dal quarto comma del predetto art. 254;

Decreta:

Articolo unico

La disposizione di cui al primo comma dell'art. 254 del testo unico delle disposizioni legislative in materia doganale, approvato con decreto del Presidente della Repubblica 23 gennaio 1973, n. 43, non è applicabile alla benzina imbarcata come provvista di bordo sulle motobarche da pesca.

Il presente decreto sarà pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana ed avrà effetto dal 1° luglio 1986.

Roma, addì 17 aprile 1986

Il Ministro: VISENTINI

86A3563

MINISTERO DEL TESORO

DECRETO 21 marzo 1986.

Regolamento dei rapporti tra Tesoro e Banca d'Italia in ordine al servizio dei certificati del Tesoro in Euroscudi con godimento 15 aprile 1985 a otto anni, emessi per 600 milioni di ECU.

IL MINISTRO DEL TESORO

Visto il proprio decreto n. 313156/66-AU-82 in data 4 aprile 1985, registrato alla Corte dei conti il 5 aprile 1985, registro n. 14 Tesoro, foglio n. 155, con cui è stata disposta un'emissione di certificati del Tesoro in ECU con godimento 15 aprile 1985, di durata ottennale, per l'importo di 600 milioni di ECU;

Visto, in particolare, l'art. 16 del richiamato decreto ministeriale, con cui, tra l'altro, è stata affidata alla Banca d'Italia l'esecuzione delle operazioni relative al pagamento degli interessi sui titoli ed al rimborso dei certificati emessi, prevedendosi che i rapporti conseguenti a dette operazioni, sia all'interno che all'estero, sarebbero stati regolati con separato decreto ministeriale;